

1999年コジャエリ地震時にギョルジュクの地盤応答が強震動と建物被害に与えた影響 EFFECTS OF GROUND RESPONSES ON STRONG MOTIONS AND BUILDING DAMAGE IN GOLCUK, TURKEY, DURING THE 1999 KOCAELI EARTHQUAKE

新井 洋¹, Nelson Pulido², 久保 哲夫³, 楠 浩一⁴

¹防災科学技術研究所 地震防災フロンティア研究センター, 副チームリーダー 工博

Hiroshi Arai, Earthquake Disaster Mitigation Research Center, NIED, arai@edm.bosai.go.jp

²防災科学技術研究所 地震防災フロンティア研究センター, 研究員 理博

Nelson Pulido, Earthquake Disaster Mitigation Research Center, NIED, nelson@edm.bosai.go.jp

³防災科学技術研究所 地震防災フロンティア研究センター, チームリーダー / 名古屋工業大学, 教授 工博

Tetsuo Kubo, Earthquake Disaster Mitigation Research Center, NIED / Nagoya Institute of Technology, kubo@edm.bosai.go.jp

⁴建築研究所 構造研究グループ, 主任研究員 工博

Koichi Kusunoki, Building Research Institute, kusunoki@kenken.go.jp

SUMMARY

In order to evaluate site effects on strong ground motions and building damage in Golcuk, Turkey, during the 1999 Kocaeli earthquake, microtremor array measurements are conducted at six sites in damaged areas. S-wave velocity profiles down to bedrock are estimated by using inverse analyses of both microtremor dispersion and H/V data at the sites. With the profiles and bedrock motions from asperity model of the main shock, 1-D effective stress analyses are performed at the sites. Based on the computed ground motions, seismic responses of building systems are simulated. Comparing the resulted ground and building responses with the observed damage, it is revealed that non-linear ground responses could have significant effects on the strong motions and building damage during the earthquake.

キーワード: 1999年コジャエリ地震, 微動, S波速度構造, 地盤応答, 建物被害

Key words: The 1999 Kocaeli Earthquake, Microtremor, S-Wave Velocity Profile, Ground Response, Building Damage

1 はじめに

1999年コジャエリ地震では、イズミット湾周辺の多くの都市が甚大な被害を受けた。その一つであるギョルジュクでは、僅か2km四方の地域内の建物被害様相に位置的差異が認められた(Figure 1)¹⁾。この原因の一つとして地盤特性の影響が考えられるが、この地域のS波速度構造に関する情報は殆ど無く、本震記録も無い。このため、この地域における地盤特性と強震動特性および建物被害との関係を把握し、被害の原因を解明することができない。

そこで本研究では、先ず、ギョルジュクの被災地域内の6地点において微動のアレイ観測を行い、地盤のS波速度構造を推定する。次に、推定地盤構造および既往の震源断層モデルを用いた強震動シミュレーション解析を行って本震時の地表地震動を推定し、これを入力として建物モデルに対する地震応答解析を行い、解析結果と実際の建物被害との比較から、推定強震動の妥当性を検証するとともに、地盤の応答特性が強震動および建物被害に与えた影響を検討する。

2 微動のアレイ観測に基づく地盤のS波速度構造推定

微動のアレイ観測は、Figure 1に示す6地点(以下、サイトA-F)で日中に行った。微動計は固有周期1秒の3成分速度計を用いた。アレイの形状は中心1点を持つ五角形、半径はサイトA-Fで最小2.5mから最大41, 103, 108, 31, 39, 42mの範囲で2倍程度ずつ変化させた。観測波形は増幅後、サンプリング周波数100-500HzでA/D変換(24bit)し、ノートパソコンに記録した。記録波形が定常性を保っていると考えられる区間を選び、各成分2048ないし4096ポイントのデータを20-40個程度作成して、以後の解析に用いた。

観測された微動の鉛直成分に対しF-kスペクトル解析²⁾を行って、有効波長をアレイ半径の2-6倍の範囲として周期-位相速度の関係(分散曲線)を求めた。また、各観測点で得られた3成分微動データに対し時松・新井³⁾と同様の方法でH/Vスペクトル³⁾を求めた。Figure 2に、サイトA, B, E, Fで得られた微動の位相速度とアレイ内の平均H/Vスペクトルを印で、H/Vスペクトルのアレイ内での位置的変動(平均値±標準

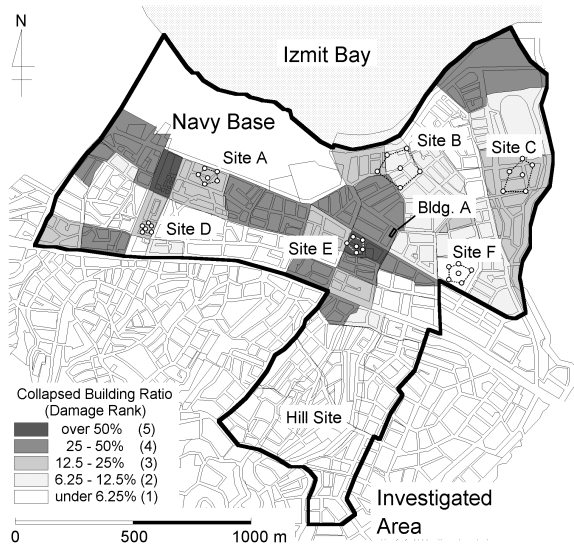


Figure 1. Map showing microtremor array observation sites (Sites A-F) and distribution of collapse ratio for middle-rise R/C buildings in Golcuk during the 1999 Kocaeli earthquake (AIJ, 2001)¹⁾.

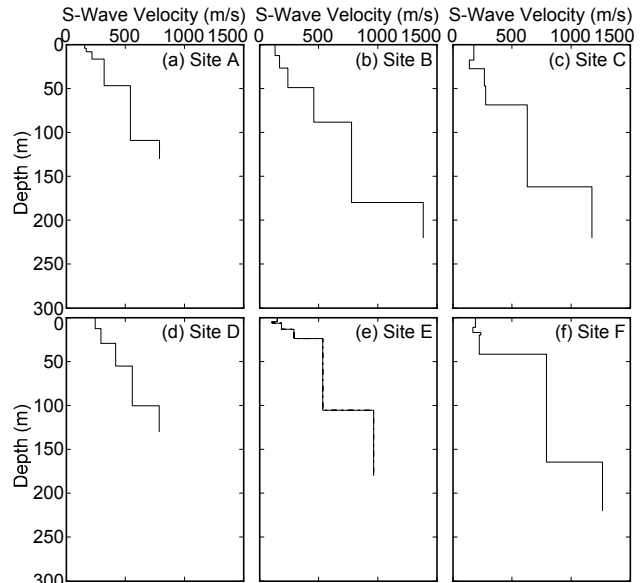


Figure 3. S-wave velocity profiles estimated from microtremor array observations at Sites A-F.

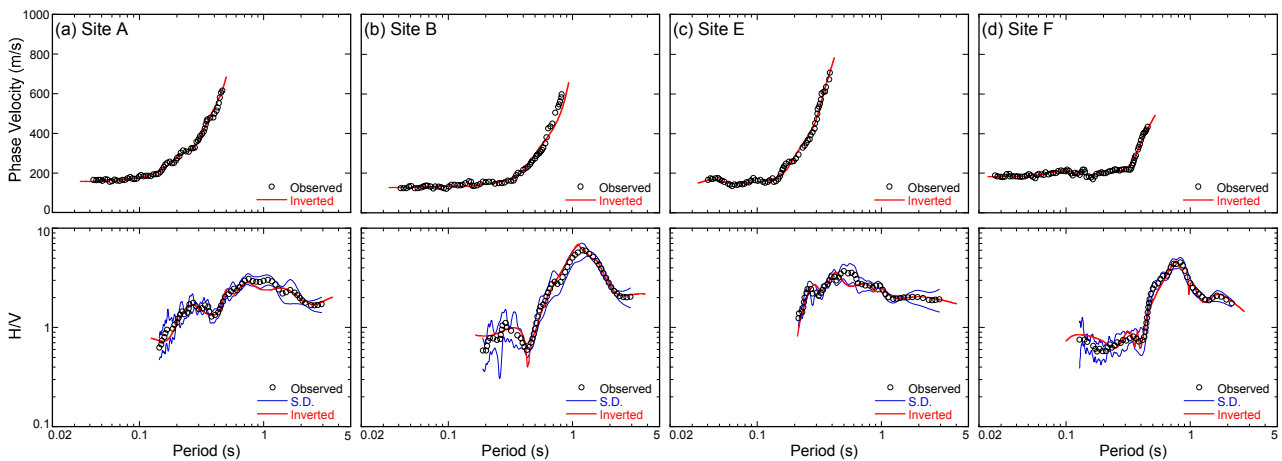


Figure 2. Observed and inverted dispersion curves (upper) and H/V spectra (lower) at Sites A, B, E, and F.

偏差)を細実線で示す。図から、いずれのサイトでも、得られた位相速度は表面波特有の分散性を示し、また H/V スペクトルのアレイ内での位置的変動は小さい。そこで、地盤を 6-8 層の水平成層構造と仮定し、各サイトで得られた微動の分散曲線とアレイ内の平均 H/V スペクトルを表面波によるものと考え、高次モードの影響を考慮した同時逆解析⁴⁾を行って、深度 300m 以下の S 波速度構造を推定した。この際、各層の P 波速度と密度は S 波速度を参考に仮定した。Figure 3 にサイト A-F で推定された S 波速度構造を示す。Figures 3, 1 から、アレイ観測を行った東西 1km 南北 0.5km の範囲では、深度 300m 以下の地盤の S 波速度構造が大きく変化していることがわかる。Figure 2 の実線は、各サイトの推定地盤構造に対応する Rayleigh 波の理論分散曲線および表面波の理論 H/V スペクトル³⁾である。いずれのサイトでも、分散曲線、H/V スペクトルとも理論値は観測値と良く適合しており、逆解析が適切に行われたことが示唆される。なお、Navy Base 近傍では別の微動探査¹⁾により深部 S 波速度構造が推定されているが、本論での推定構造はこれと概ね整合している。

3 推定地盤構造を用いた強震動シミュレーション解析

Pulido *et al.*⁵⁾は、本震時に得られた岩盤記録の逆解析から求めた滑り量分布に基づく不均質震源断層(アスペリティ)モデルを用いて、理論および統計的 Green 関数法による広帯域地震動シミュレーション解析を行い、ギョルジユク直下深度 300m での基盤岩露頭波(N-S 方向、5Hz 以下)を推定している。そこで本研究では、これを各サイトの推定地盤構造モデルへの入力として 1次元有効応力解析⁶⁾を行い、地表での強震動を推定した。この際、各地点の地盤構造モデルは、Figure 3 に示す構造の最下層が入力点(深度 300m)まで続くものとし、それ以下の基盤岩 S 波速度は 1500m/s と仮定した⁵⁾。また、各地点の土質は、既往の地質情報¹⁾を参考に、S 波速度 300m/s 未満の層は粘土またはシルト砂(沖積)、300-500m/s の層はシルト砂(洪積)、500-800m/s の層は砂(洪積)、1000m/s 以上の層は変成岩(古生代)と仮定した。有効応力解析の構成則は、修正 R-O モデルに間隙水圧の変動と限界応力状態線の移動を組み込んだ社本・張モデル^{6), 7)}を用いた。地下水位は各地点と

も 2m と仮定した。なお解析では、減衰は Rayleigh 減衰(減衰定数は 1, 2 次固有周期において 1%)とし、数値積分には Newmark の β 法($\beta = 0.25$, 時間間隔 0.001 秒)を用いた。

3.1 推定強震動と建物被害との関係

基盤入力地震動および有効応力解析から得られた各サイトの地表地震動の速度波形および加速度応答スペクトル(減衰定数 5%)を Figure 4 および 5 に、最大加速度・速度・せん断ひずみの地中分布を Figure 6 に示す。Figure 6(c)から、地盤の最大せん断ひずみは、いずれのサイトでも概ね深度 30-50m 以浅では 0.1%を越え、1%程度に達する場合もあり、表層地盤の非線形化が顕著であったことが示唆される。なお、いず

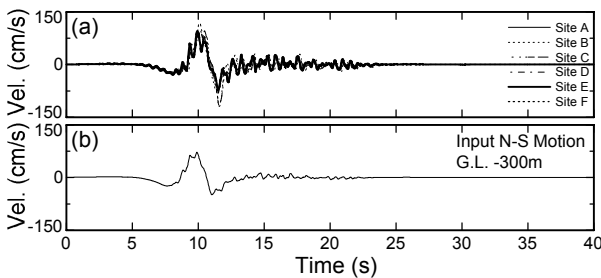


Figure 4. (a) Ground surface and (b) input bedrock velocity motions computed at Sites A-F.

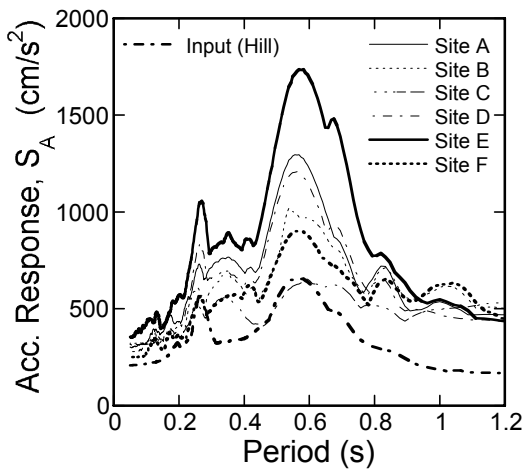


Figure 5. Acceleration response spectra of ground surface and input bedrock motions computed at Sites A-F.

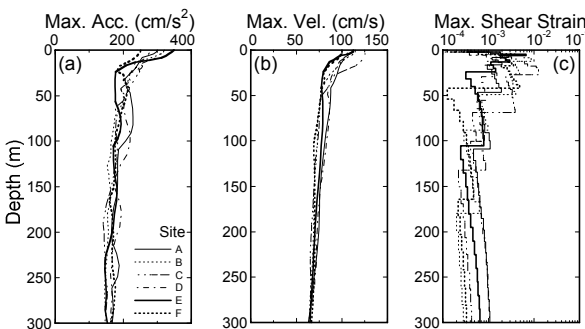


Figure 6. Distribution of maximum (a) acceleration, (b) velocity, and (c) shear strain computed at Sites A-F.

れのサイトでも液状化の可能性のある地層は殆ど無く、解析結果では過剰間隙水圧の変動は見られなかった。

Figures 4, 6 から、推定地表波の最大加速度・速度は 250-330cm/s², 100-130cm/s 程度であり、サイトによる差異は大きくない。また、各サイトの地表最大加速度・速度の大小関係と建物被災度(Figure 1)¹⁾のそれとの対応は良くない。一方 Figure 5 から、推定地表波の加速度応答スペクトルの値は、周期 0.3-0.8 秒の範囲ではサイトにより明瞭な差異が認められ、建物被災度との対応も良さそうである。

ここで、最近の研究⁸⁾から、R/C 建物群に対する地震動の破壊力指標として、被災時の等価周期における弾性応答スペクトルの値が適当であることが指摘されている。この指標は、対象とする建物群の弾性周期に対する頻度分布と等価周期の弾性周期からの伸び率に依存する。Figure 7 に、建物の全数調査結果¹⁾から求めたギョルジュクの R/C 建物群の弾性周期に対する頻度分布を示す。図中の N は階数、建物群の弾性周期 T(s)は $T = 0.055N$ の関係⁹⁾から仮定した。図から、2-6 階の建物が圧倒的に多く、中高層(4 階以上)R/C 建物群の弾性周期は概ね 0.2-0.35 秒の範囲にあることが分かる。一方、トルコの R/C 建物を Takeda 型の復元力特性を持つ一自由度系に近似し、その変形能の小ささから応答塑性率²⁾で大破 - 倒壊に至る¹⁰⁾と仮定すれば、建物被災時の周期の伸び率は 3 倍程度となる。したがって、ギョルジュクの中高層 R/C 建物群の被災時等価周期は 0.6-1 秒程度と推測される。そこで、サイト A-F とその南側の丘陵地(Figure 1, 基盤岩露頭の計 7 地点における推定地表波の加速度応答スペクトルを周期 0.6-1 秒の範囲で積分平均した値(S_{AE})を求め、これを中高層 R/C 建物群に対する破壊力指標とした。この際、丘陵地における推定地表波は基盤岩露頭波すなわちサイト A-F における入力波とした。

Figure 8(a)に、サイト A-F と丘陵地の計 7 地点における S_{AE} と中高層 R/C 建物の被災度(Figure 1)¹⁾との関係を示す。参考のため、各地点における推定地表波の最大速度と建物被災度との関係を Figure 8(b)に示す。図において、最大速度と建物被災度の相関は右上がりではあるものの低いが、 S_{AE} と建物被災度の相関は極めて高いものとなっている。また、7 地点

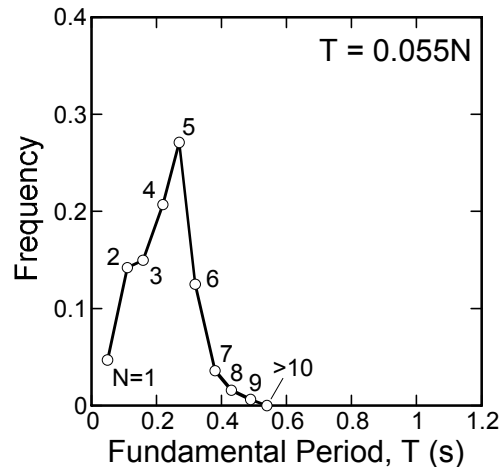


Figure 7. Variation of building existence ratio with its fundamental period in Golcuk (AII, 2001)¹⁾.

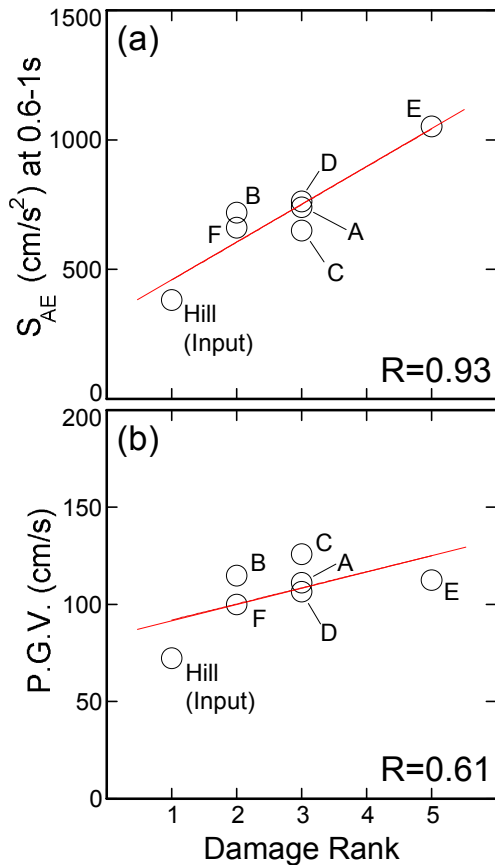


Figure 8. Comparison of (a) destructive indices and (b) peak velocities of estimated ground motions with observed damage rank at hill and Sites A-F.

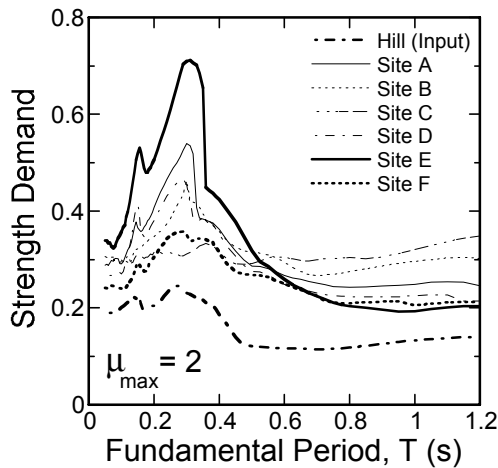


Figure 9. Strength demand spectra ($\mu_{max} = 2$) of ground surface motions estimated at hill and Sites A-F.

のうち建物被災度が最も高いサイト E において、最大速度は堆積地盤上の他の地点と同程度であるが、 S_{AE} は他の地点よりも明らかに大きな値を示している。この傾向は、境ら⁸⁾の指摘と調和的である。さらに確認のため、建物を Takeda 型の復元力特性を持つ一自由度系に置換し、各地点の推定地動に対して最大応答塑性率を 2 に収めるための必要水平耐力を求め、これを建物の弾性周期に対するスペクトルとして Figure 9 に示す。なお本研究では、復元力特性の第 2 降伏点に対応するベースシア係数を建物耐力と考える。図から、中高層 R/C

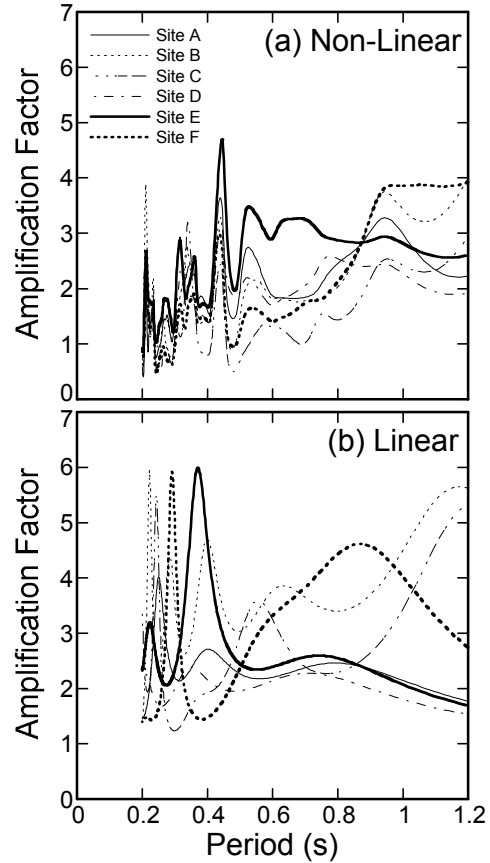


Figure 10. Amplification factors of ground from (a) non-linear and (b) linear earthquake response analyses at Sites A-F.

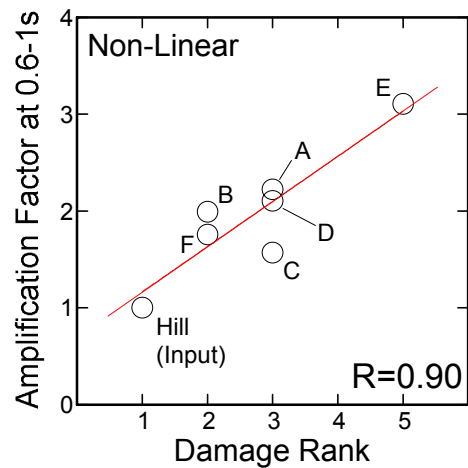


Figure 11. Comparison of evaluated amplification factors of ground with observed damage rank at hill and Sites A-F.

建物群の弾性周期(0.2-0.35 秒)において、必要耐力は丘陵地、サイト C, F, B, D, A, E の順に大きくなっており、建物被害率の大きい地点ほど必要耐力も大きいことがわかる。以上の結果は、推定された強震動の妥当性がある程度示している。

3.2 地盤の非線形応答が建物被害に与えた影響

Figure 10 に、有効応力解析から得られた地盤の応答増幅(地表波/入力波)を、地盤を線形と仮定した場合のものと比較し

て示す。いずれのサイトでも、地盤の非線形性を考慮することで、その応答増幅特性が線形時から大きく変化している。とくに、建物被災度が最も高いサイトEの地盤の応答増幅は、中高層 R/C 建物群の等価周期近傍(0.5-0.9 秒程度)において、地盤を線形と仮定した場合には他の地点と同程度かそれより小さいが、非線形解析結果では全地点中最大となっている。そこで Figure 11 に、各地点での中高層 R/C 建物群の被災時等価周期(0.6-1 秒)における地盤の非線形応答増幅の積分平均値と建物被災度との関係を示す。図から、中高層 R/C 建物群の等価周期(0.6-1 秒)における地盤の非線形応答増幅が大きい地点ほど、建物被災度が大きいことが確認される。また両者は明瞭な線形関係を示し、その相関係数は S_{AE} と建物被災度とのそれ(Figure 8a)と同程度に高い値となっている。図は省略するが、地盤を線形あるいは等価線形と仮定した場合には、地盤の応答増幅と建物被災度との間に、このような相関関係は認められない。以上の結果は、強い地震動入力により表層地盤が非線形化したため地盤の応答増幅特性が大きく変化したこと、また中高層 R/C 建物群の等価周期における地盤の非線形応答増幅の程度が実際の建物被害率に強く影響したことを示唆している。なお、同様の指摘は 1999 年台湾集集地震における研究事例¹¹⁾にも見られる。

4 推定強震動を用いた被災 R/C 建物の応答解析

推定された強震動の妥当性をさらに検証するため、実際に被災した建物に対する地震応答解析を行う。対象とする建物は、サイト E から東北東約 100m に位置する 5 階建て R/C ラーメン構造の建設中建物(以下、建物 A : Photo 1, Figure 1)であり、建築学会調査団により個別詳細調査が実施されている¹⁾。建物 A の平面図¹⁾を Figure 12 に示す。調査結果によれば、同建物の損傷は 2, 3 階に集中しており、弱軸方向に 1/100-1/80 程度の残留変形が生じている¹⁾。また同建物の被害レベルは、建築防災協会の被災度判定基準によれば「中破」、建築学会調査団が使用した EMS-98 基準によれば「3」と判定される¹⁾。

筆者の一人は、個別詳細調査結果に基づいて、建物 A の立体フレームモデル化およびこれに対する静的荷重漸増解析を行っている¹⁾。本研究では簡単のため、このフレームモデルおよび静的荷重漸増解析結果を参考に、同建物を等価な重量・剛性分布および復元力特性(Degrading Tri-Linear 型)を持つ多質点せん断型モデルに置換した。同建物の調査結果およびフレームモデルの静的荷重漸増解析の詳細は文献 1)を参照されたい。得られた建物モデル(弱軸方向)の緒元を Table 1 に、各層の復元力特性を Figure 13 に示す。ここで C_{yi} は i 層の層せん断力係数、 C_{y0} は降伏ベースシア係数(建物耐力)である。本解析では、建物耐力は、フレームモデルの値(0.13)を基準値として、これに調整用のパラメータ α を乗ずることで変化させる。この際、第 2 降伏層間変位も連動させる(Table 1)。なお、建物モデルの固有値解析から求めた 1 次弾性周期は 0.59 秒で、5 階建て R/C 建物のそれとしては大きな値である。これは、この建物が建設中であり、特異な重量分布を持つためと考えられる(Photo1, Table 1)。



Photo 1. Whole view and damaged column of Building A (AIJ, 2001)¹⁾ near Site E, which location is shown in Figure 1.

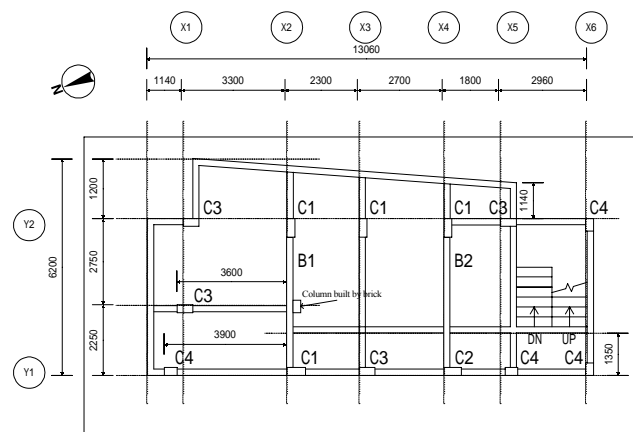


Figure 12. Plan of Building A (AIJ, 2001)¹⁾.

Table 1. Parameters of simplified MDOF model for Building A.

2nd Yielding Base Shear Coef., C_{y0}				0.13 · α	
Story Number, i	Story Height (m)	Weight (tf)	C_{yi} / C_{y0} (= A_i)	Initial Stiffness (tf/cm)	2nd Yielding Inter-Story Drift (rad.)
5	2.98	66.2	1.46	71.8	0.0020 · α
4	2.98	71.7	1.23	84.6	0.0035 · α
3	2.98	60.5	1.05	80.3	0.0035 · α
2	2.98	49.4	1.01	89.3	0.0040 · α
1	2.98	49.4	1.00	110	0.0050 · α

上記の多質点せん断型建物モデルに対して、サイト E で推定された地表地震動を基礎固定条件で入力し、弱軸方向の応答解析を行った。解析では、減衰は瞬間剛性比例型(減衰定数 6%)とし、数値積分法は地盤の応答解析と同じとした。Figure 14 に、解析から得られた各層の最大応答塑性率(最大層間変位 / 第 2 降伏層間変位)分布を、 α の値を 1-3 の範囲で変化させた場合について示す。ここで、実際の被害状況(中破で 2, 3 階に損傷集中)を「最大応答塑性率が 2, 3 階で 1.5-2 程度、他

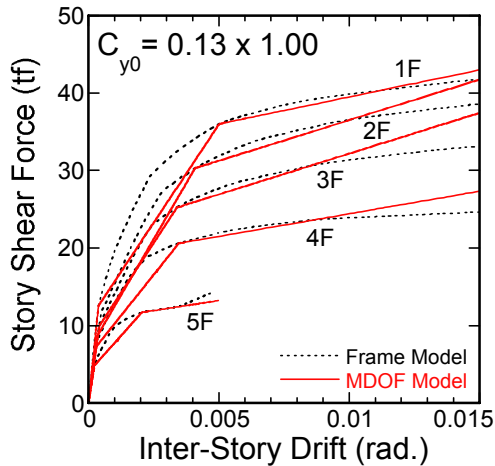


Figure 13. Force-displacement relations of both frame and simplified MDOF building models with $C_{y0} = 0.13$ ($\alpha = 1.00$).

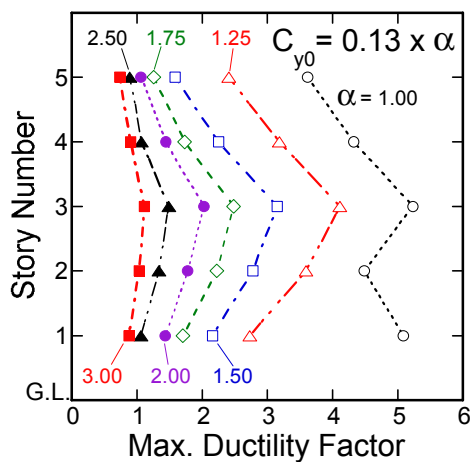


Figure 14. Distribution of maximum inter-story ductility factors from earthquake response analyses for simplified MDOF building models with $C_{y0} = 0.13 - 0.39$ ($\alpha = 1.00 - 3.00$).

の階でそれ未満」と読み替えると、図から $\alpha = 2-2.5(C_{y0} = 0.26-0.325)$ の場合の解析結果が実際の被害状況と整合する。この建物耐力の値(0.3程度)は、当時の設計規準で考えられている値(0.06-0.1)¹⁾に比べかなり大きい。しかし、この値が本当であれば、Figure 9から、中高層R/C建物は、丘陵地では最大応答塑性率が2を大きく下回るので大破・倒壊は免れるが、サイトA-Fではこれが起こりうることとなり、実際の建物被害分布と矛盾がない。また、1992年エルジンジャン地震の調査報告¹⁰⁾でも同様の指摘がなされている。以上から、実際の建物耐力は設計規準で考えられていた値よりかなり大きかった可能性があり、また実際の建物耐力が0.3程度あったとすれば、推定された強震動はギョルジュクの建物被害を良く説明できる可能性が高い。ただし、建物耐力の絶対値については、仮定した破壊条件下での推測値であることに注意を要する。また本研究では基礎固定入力条件としたが、実際には地盤と建物との動的相互作用効果が建物の応答に影響した可能性も否定できない。今後の課題としたい。

5 まとめ

- (1) 1999年コジャエリ地震時に甚大な被害を受けたギョルジュクにおいて微動のアレイ観測を6地点で行い、地盤のS波速度構造を推定した。アレイ観測を行った東西1km南北0.5kmの範囲では、深度300m以浅の地盤のS波速度構造は大きく変化している。
- (2) 推定された地盤構造および既往の震源断層モデルを用いて本震時の強震動シミュレーション解析を行い、7地点の地表地震動を推定した。解析結果と建物被災度分布との比較から、推定された強震動の妥当性をある程度示すとともに、中高層R/C建物群の等価周期における表層地盤の非線形応答増幅の程度が建物被害率に強く影響した可能性のあることを示した。
- (3) 推定された地表地震動を入力として、実際に被災したR/C建物の応答解析を行った。解析結果と被害状況との比較から、実際の建物耐力が設計規準で考えられている値よりかなり大きかった(0.3程度)とすれば、推定された強震動はギョルジュクの建物被害を良く説明できる可能性が高いことを示した。ただし、建物耐力の絶対値については、今後、破壊条件や地盤と建物との動的相互作用効果を考慮した検討が必要である。

謝辞

現地における微動観測では、渦岡良介氏、Khosrow T. Shabestari氏、Yalikun Yusufu氏、李康寧氏、Turgay Turker氏、Deniz Guney君、Burcak Kuzucuoglu君、Seyba E. Barlasさんの協力を得た。記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 建築学会, 土木学会, 地盤工学会: 1999年トルココジャエリ地震災害調査報告, 384pages, 2001.
- 2) Capon, J.: High-Resolution Frequency-Wavenumber Spectrum Analysis, *Geophysics*, Vol. 34, No. 1, pp. 21-38, 1969.
- 3) 時松孝次, 新井洋: レイリー波とラブ波の振幅比が微動の水平鉛直スペクトル比に与える影響, *建築学会構造系論文集*, No. 511, pp. 69-75, 1998.
- 4) 新井洋: 微動の分散特性とH/Vスペクトルの逆解析によるS波速度構造の推定, *Proc., 10th JEES*, pp. 613-618, 1998.
- 5) Pulido, N. *et al.*: Broadband Ground Motion Simulation and Damage Estimation of the 1999 Kocaeli (Turkey) Earthquake, *Proc. CD-ROM, 8th ICOSAR*, 2001.
- 6) 社本康広ほか: 一次元有効応力解析の実地盤に対する適用性, *建築学会構造系論文集*, No. 433, pp. 113-119, 1992.
- 7) Zhang, J. M. *et al.*: Moving Critical and Phase-Transformation Stress State Lines of Saturated Sand during Undrained Cyclic Shear, *Soils and Foundations*, Vol. 37, No. 2, pp. 51-59, 1997.
- 8) 境有紀ほか: 1999年台湾集集地震に基づいた建物被害を予測する地震動の破壊力指標の検討, *建築学会構造系論文集*, No. 549, pp. 43-50, 2001.
- 9) Kobayashi, H. *et al.*: Evaluation of Dynamic Behavior of Building Structures with Microtremors for Seismic Microzonation Mapping, *Proc. CD-ROM, 11th WCEE*, Paper No. 1769, 1996.
- 10) 建築学会: 1992年トルコ地震災害調査報告, pp. 140-146, 1993.
- 11) 時松孝次, 関口徹: 微動観測から推定した台湾集集地震震源観測点の表層S波速度構造とその建物被害への影響, *建築学会構造系論文集*, No. 550, pp. 65-70, 2001.